chinaXiv:202303.00209v1

深埋隧洞岩爆时间滞后性机理研究

陈浩哲[1,2],邵珠山[1,2,3],朱意明[1,2],韩邹红[1,3]

(1. 西安建筑科技大学陕西省岩土与地下空间工程重点实验室,710055 西安;
2. 西安建筑科技大学土木工程学院,710055 西安;3. 西安建筑科技大学理学院,710055 西安)

摘 要:深埋隧洞内岩爆生成的时间滞后性与硬脆性围岩的蠕变力学特性密切相关,通过结合理论模型(包含深埋隧洞弹塑性模型及岩石脆性蠕变失效模型)与数值模拟对岩爆的时间滞后性机理及其规律进行了分析讨论。结果表明:深埋隧洞在开挖卸荷后围岩内部因微缺陷的萌生及演化引起损伤累积,在无及时支护条件下短时期内易引发时滞性岩爆;围岩在塑性区内更易引发蠕变失效,失效时长随距隧洞开挖边界距离的增加而增加;围岩在强开挖损伤区内更易失稳,需及时支护避免次生岩爆;随着隧洞开挖半径的增加,围岩的滞后性失效时长与开挖损伤区范围均增加。

关键词:岩爆;时间滞后性;脆性岩石;蠕变;开挖损伤区

中图分类号:TU452　　　　**文献标志码:**A

The mechanism of time-delayed rockburst for deep tunnel

CHEN Haozhe[1,2],SHAO Zhushan[1,2,3],ZHU Yiming[1,2],HAN Zouhong[1,3]

(1. Shaanxi Key Laboratory of Geotechnical and Underground Space Engineering,Xi'an University of Architecture and Technology,710055 Xi'an,China;2. School of Civil Engineering,Xi'an University of Architecture and Technology,710055 Xi'an,China;3. School of Science,Xi'an University of Architecture and Technology,710055 Xi'an,China)

Abstract: The time delay of rockburst in deep tunnels is closely related to the creep mechanical properties of hard and brittle surrounding rocks. Therefore,the time-delayed mechanism and laws of rockburst were analyzed and discussed by combining the theoretical approach (including elastoplastic model for deep tunnel and brittle creep failure model for rocks) and the numerical simulation. The results show that after the excavation and unloading of the deep tunnel,the damage accumulation occurs inside the surrounding rock due to the generation and development of micro-defects,which easily triggers time-delayed rockburst in a short period without timely support. The surrounding rock is more inclined to creep failure in the plastic zone and the failure duration increases with the distance from the excavation boundary. The surrounding rock presents more instability in the strong excavation damaged zone,needing to be supported in time to avoid a secondary rockburst. As the excavation radius of the tunnel increases,both the delayed failure duration of surrounding rocks and the scope of the excavation damaged zone increase. Furthermore,the research results provide some reference and enlightenment for exploring the mechanism,disaster prediction

收稿日期:2021-06-24　　　　**修回日期:**2021-11-20

基金项目:国家自然科学基金资助项目(No. 11872287);陕西省重点研发计划资助项目(No. 2019ZDLGY01-10)

通信作者:邵珠山,博士,教授,研究方向为隧道及地下工程、岩石细观力学。E-mail:shaozhushan@xauat.edu.cn

引用格式:陈浩哲,邵珠山,朱意明,等. 深埋隧洞岩爆时间滞后性机理研究[J]. 应用力学学报,2022,39(1):19-25.

CHEN Haozhe,SHAO Zhushan,ZHU Yiming,et al. The mechanism of time-delayed rockburst for deep tunnel[J]. Chinese journal of applied mechanics,2022,39(1):19-25.

and prevention of time-delayed rockburst.

Key words: rockburst; time delay; brittle rock; creep; excavation damaged zone

chinaXiv:202303.00209v1

岩爆作为一种具有强突发性、随机性及破坏性的复杂动力灾害，常诱发于深部高地应力区硬脆性岩体，如地下硐室或隧道。既有工程案例的相关记录及监测资料表明，多数岩爆事件并非即时发生，而是生成于隧洞开挖区域形成后的一段时间，表现为一定的时间滞后性[1-2]。如我国秦岭铁路隧道，岩爆多频繁发生于隧道开挖后 3 h ~ 5 h 内且涉及隧洞长度达数百米[3]；浙江省台缙高速公路苍岭隧道内岩爆在隧洞掌子面开挖后 12 h 内较为剧烈，且多发生于边墙部位[4]。

岩爆的时间滞后效应从时间与空间的角度分别体现于隧洞围岩的时间依赖性时长与其损伤区范围。关于硬脆性岩石的蠕变力学特性研究已经获得较多进展，文献[5]在对硬质砂岩进行三轴蠕变力学试验的基础上建立黏弹塑蠕变模型并对蠕变参数在不同应力状态下的变化规律进行了研究；文献[1]结合实时声发射技术与室内分级加载蠕变试验，探究了深部花岗岩隧洞内的岩爆生成机理；文献[6]通过对比大理岩的常规单轴压缩与蠕变压缩变形及失效特征分析了岩爆的时滞性机制；文献[7]采用分级加载方式着重对围压效应下石灰岩的时间依赖性变形及蠕变失效模式进行分析，并结合超声波监测技术探究了岩石内部的细观演化活动；文献[8]采用 PFC3D 软件模拟分析了脆性岩石在单轴蠕变过程中的时效变形损伤演化过程，并对比讨论了三维与二维蠕变模拟的差异性。关于隧洞围岩开挖损伤区 EDZ(excavation damaged zone)的范围，国内外学者主要通过现场监测技术、数值软件模拟及经验理论予以确定[9-13]，且在实际工程应用中存在差异。既有研究结果较少从理论角度进行岩爆时滞性机理的探究，多以室内试验为主，且尚未考虑围岩开挖损伤区范围变化与其时间滞后性失效规律间的联系。

锦屏二级水电站深埋引水隧洞为典型的岩爆高频多发隧洞，岩爆生成多滞后于几小时甚至数月[14]。基于此，本文通过理论模型包含深埋圆截面隧洞弹塑性模型与基于细观尺度的脆性岩石蠕变失效模型对深埋隧洞内岩爆生成的时间滞后性机理进行研究，并结合数值模拟方法对隧洞开挖卸荷后无支护条件下围岩蠕变失效时长规律及损伤范围特征进行分析，并对隧洞开挖半径对围岩时间滞后性失效的影响进行讨论，旨在为深入探究岩爆的时间滞后性机制提供借鉴，并为时滞性岩爆灾害的预测及防治提供启示。

1 理论模型

1.1 深埋隧洞弹塑性模型

假定在无限长的圆截面隧道内，围岩性质恒定，故可采用平面应变问题的方法取隧洞任一断面进行求解分析。设定正应力以压为正，初始主应力 σ_x^0、σ_y^0 分别对称于隧洞断面的纵轴与横轴，F_s 为隧洞支护对围岩的均布径向抗力集度，见图 1(a)。圆截面隧洞围岩内的弹塑性应力分布的表达式如下[15]。

当 $a \leqslant r \leqslant a_p$ 时，围岩塑性区内任意点的径向与环向应力分别为

$$\begin{cases} \sigma_r^{\mathrm{p}} = \left(F_s + \dfrac{c}{\tan\varphi}\right)\left(\dfrac{r}{a}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi} - \frac{c}{\tan\varphi}} \\ \sigma_\theta^{\mathrm{p}} = \left(F_s + \dfrac{c}{\tan\varphi}\right)\left(\dfrac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)\left(\dfrac{r}{a}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} - \dfrac{c}{\tan\varphi} \end{cases} \tag{1}$$

式中：a 为隧洞横截面半径；a_p 为围岩塑性区边界(亦为弹塑性区交界范围)；φ 与 c 分别为围岩材料的内摩擦角与黏聚力。

当 $r > a_p$ 时，围岩弹性区内任意点的径向与环向应力分别为

$$\begin{cases} \sigma_r^{\mathrm{e}} = \sigma^0 - \left(\dfrac{a_p}{r}\right)^2\left(\sigma^0 - \dfrac{2\sigma^0 - \sigma_c}{\zeta + 1}\right) \\ \sigma_\theta^{\mathrm{e}} = \sigma^0 + \left(\dfrac{a_p}{r}\right)^2\left(\sigma^0 - \dfrac{2\sigma^0 - \sigma_c}{\zeta + 1}\right) \end{cases} \tag{2}$$

式中：$\zeta = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$；$\sigma_c$ 为围岩材料的短期强度。

如图 1(b) 所示，进一步假定各向同性的均匀初始应力场($\sigma_x^0 = \sigma_y^0 = \sigma^0$)中，隧洞开挖卸荷后设定无支护即 $F_s = 0$，则在隧洞开挖边界处的径向与环向应力分布为：$\sigma_r^{\mathrm{p}} = 0$，$\sigma_\theta^{\mathrm{p}} = \sigma_c$。当 $r = a_p$ 时，应力分布表达为：$\sigma_r^{\mathrm{e}} = (2\sigma^0 - \sigma_c)/(\zeta+1)$，$\sigma_r^{\mathrm{e}} = 2\sigma^0 - [(2\sigma^0 - \sigma_c)/(\zeta+1)]$。依据直角坐标系与极坐标系间的转换关系[16]：$\sigma_1 - \sigma_3 = 2\{[(\sigma_r - \sigma_\theta)/2]^2 + \tau_{2r\theta}\}^{1/2}$，结合式(2)，隧洞开挖边界处与围岩弹塑性区交界处的应力状态分别表示为$(\sigma_c, 0)$，$((2\sigma^0 - \sigma_c)/(\zeta+1), 2\sigma^0 - [(2\sigma^0 - \sigma_c)/(\zeta+1)])$。

chinaXiv:202303.00209v1

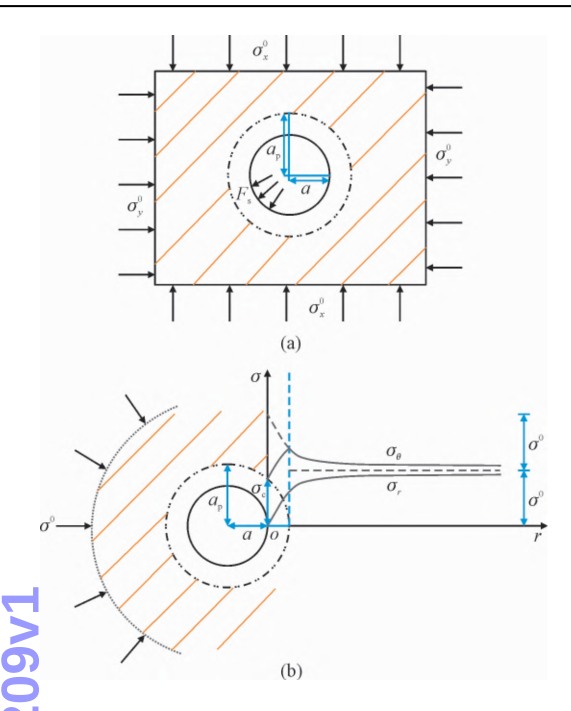


图 1　深埋圆截面隧洞弹塑性模型及围岩弹塑性应力分布

Fig. 1　Elastoplastic model for deep tunnel with round cross section and elastoplastic stress distribution for surrounding rocks

1.2　脆性蠕变失效模型

如图 2(a) 所示,假定在各向同性的脆性岩石细观力学模型中[17],半径为 b 的初始微裂纹尖端伴有与远端轴向应力 σ_1 平行的翼型扩展裂纹(长度为 l),初始微裂纹与最大主应力 σ_1 的夹角为 Φ。岩石材料的初始损伤为

$$D_0 = 4\pi N_{\rm v}(\alpha b)^3/3$$

式中:$N_{\rm v}$ 为岩石单位体积的微裂纹数量;$\alpha = \cos\Phi$。

当作用于初始微裂纹的应力超过临界值即翼型裂纹将扩展于初始裂纹尖端时,临界应力 σ_{1c} 的表达为[18]

$$\sigma_{1c} = \frac{\sqrt{1+\mu^2}+\mu}{\sqrt{1+\mu^2}-\mu}\sigma_3 - \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{1+\mu^2}-\mu}\frac{K_{\rm IC}}{\sqrt{\pi b}} \quad (3)$$

式中:$K_{\rm IC}$ 为岩石材料的 Ⅰ 型(张开型)断裂韧度;μ 为初始微裂纹间的摩擦系数。

初始微裂纹扩展后的翼型裂纹尖端的 Ⅰ 型应力强度因子表达为[17]

$$K_{\rm I} = \frac{F_{\rm w}}{[\pi(l+\beta b)]^{\frac{3}{2}}} + \frac{2}{\pi}(\sigma_3 + \sigma_3^i)\sqrt{\pi l} \quad (4)$$

式中:β 为常数;$F_{\rm w}$ 为作用于初始裂纹的楔入力,且 $F_{\rm w} = -(A_1\sigma_1 - A_2\sigma_3)b^2$,其中

$$\begin{cases} A_1 = \pi\sqrt{\dfrac{\beta}{3}}(\sqrt{1+\mu^2}-\mu) \\ A_2 = A_1\dfrac{\sqrt{1+\mu^2}+\mu}{\sqrt{1+\mu^2}-\mu} \end{cases} \quad (5)$$

图 2　细观翼型裂纹扩展模型

Fig. 2　Microscopic model for wing cracks development

σ_3^i 为作用于微裂纹间的垂直截面的内应力且与 $F_{\rm w}$ 平衡,见图 2(b),二者的平衡关系可表达为

$$\sigma_3^i = \frac{F_{\rm w}}{\pi^{1/3}[3/(4N_{\rm v})]^{2/3} - \pi(l+\alpha b)^2} \quad (6)$$

进一步对式(4)进行简化,获得 Ⅰ 型应力强度因子为

$$\frac{K_{\rm I}}{\sqrt{\pi b}} = -(A_1\sigma_1 - A_2\sigma_3)(c_1+c_2) + \sigma_3 c_3 \quad (7)$$

$$\begin{cases} c_1 = \dfrac{1}{\pi^2}\left(\dfrac{l}{b}+\beta\right)^{-3/2} \\ c_2 = 2\dfrac{1}{(\pi\alpha)^2}\left(\dfrac{l}{b}\right)^{1/2}\Big/\left[D_0^{-2/3} - \left(1+\dfrac{l}{\alpha b}\right)^2\right] \\ c_3 = \dfrac{2}{\pi}\left(\dfrac{l}{b}\right)^{1/2} \end{cases} \quad (8)$$

进一步地,当考虑亚临界条件下的裂纹扩展即 $K_{\rm I} < K_{\rm IC}$ 时,翼型裂纹扩展速率为[19]

$$\frac{{\rm d}l}{{\rm d}t} = v\left(\frac{K_{\rm I}}{K_{\rm IC}}\right)^n \quad (9)$$

式中:v 为特征裂纹扩展速率;n 为应力侵蚀指数。则考虑时间效应下的远端应力状态(σ_1,σ_3)与岩石内部裂纹扩展长度 l 间的关系为

$$\frac{{\rm d}l}{{\rm d}t} = v(\pi b)\frac{n}{2}\left[\frac{(A_2\sigma_3 - A_1\sigma_1)(c_1+c_2)+\sigma_3 c_3}{K_{\rm IC}}\right]^n \quad (10)$$

将岩石材料内部损伤与应变及其与裂纹扩展长度间的演化关系进行联立求解,获得宏观应变与细观裂纹长度间的关系表达:$\varepsilon = -\{\ln[4/3\pi N_{\rm v}(l+\alpha b)^3]\}/m$[3],则在得到初始平衡裂纹长度 l_0 后,将式(9)代入 $\varepsilon = -\{\ln[4/3\pi N_{\rm v}(l(t)+\alpha b)^3]\}/m$,经数值求解可获得岩石材料在脆性蠕变失效过程中的变形与时间关系

ChinaXiv合作期刊

1.3 宏观与细观参数选取

在下述分析中，岩石参数采用经室内试验及上述理论模型计算获得的锦屏大理岩参数（见表1）[3,20-21]。其中断裂韧度 K_{IC}、特征裂纹扩展速率 v、应力侵蚀指数 n 及岩石材料初始损伤值 D_0 经亚临界裂纹扩展试验与电镜扫描试验获得；裂纹间摩擦系数 μ，通过微裂纹起裂应力与围压间经验关系（$\sigma_1=2.67\sigma_3+46$），联合式(3)获得；常数 β 源于式(3)与不考虑亚临界裂纹扩展条件下的应力状态，与岩石内部裂纹扩展长度（$l=0$ 时）间的简化表达关系 $\sigma_1(l)=\{\sigma_3[A_2c_1-K_{IC}/(\pi a)^{1/2}]\}/A_1c_1$ 的联立求解；同时将初始加荷应力状态 $\sigma_1=46$ MPa，$\sigma_3=0$ MPa 代入上述（$l>0$ 时）表达关系式：$\sigma_1(l)=\{[\sigma_3\cdot(c_3+A_2(c_1+c_2))-K_{IC}/(\pi a)^{1/2}]\}/[A_1\cdot(c_1+c_2)]$，获得初始平衡裂纹长度 l_0。

表1 锦屏大理岩宏细观力学参数

Tab. 1 Mechanical parameters for Jinping marble on macro-scales and micro-scales

选取参数	具体数值
短期强度 σ_c/MPa	105
弹性模量 E/MPa	25.3
泊松比 v	0.3
内摩擦角 φ/(°)	22.7
黏聚力 c/MPa	23.9
断裂韧度 K_{IC}/(MPa·m$^{1/2}$)	1.61
初始裂纹长度 b/m	0.003 05
初始微裂纹倾角 Φ/(°)	45
摩擦系数 μ	0.51
初始损伤 D_0	0.048
初始裂纹平衡长度 l_0/m	0.003 8
应力侵蚀指数 n	57
特征裂纹扩展速率 v	0.16
常数 β	0.32
常数 m	68

隧洞围岩的地应力条件采用埋深为 1 900 m 处的地应力场[11]，即 $\sigma_{xx}=49.2$ MPa，$\sigma_{yy}=40.1$ MPa，$\sigma_{zz}=56.9$ MPa，基于上述理论模型，采用最大地应力值描述各向同性的均匀初始地应力分布，故 $\sigma^0=56.9$ MPa。

2 岩爆时间滞后性机理分析

2.1 理论分析

结合上述均匀各向同性初始应力场内深埋圆截面隧洞弹塑性模型，与基于脆性岩石细观微裂纹扩展模型的蠕变失效模型，将前者获取的关键位置处围岩所受应力状态代入后者，获得围岩变形的时间依赖性演化曲线，如图3所示。围岩的应变与内部裂纹长度随时间的演化趋势几乎一致，均经历了衰减（第一阶段）、稳态（第二阶段）及加速（第三阶段）阶段，表明围岩失效的时间滞后性与其内部微缺陷的萌生与扩展进而造成岩石内部持续加重的损伤累积密切相关。

隧洞在开挖卸荷且无支护条件下，关键位置包含开挖边界及弹塑区域交界处的围岩变形，均表现出时间依赖性特征直至最终蠕变失效，其中隧洞开挖边界处的围岩最不稳定，约在 3 h 内破坏。随着距开挖边界的距离不断增加，围岩呈现稳定趋势且失效时长逐步增加，其中在弹塑性区交界处，围岩的蠕变失效时长约为 3 年。

由图3可以发现，尽管开挖边界与塑性区边界间的围岩失效时长存在显著差异，但位于塑性区的隧洞围岩较弹性区更易失稳，从而引发时间滞后性失效，且当距隧洞开挖边界距离达到足够大时，围岩的蠕变失效时长亦趋于无穷大，说明岩石环境已处于安全且稳定的状态。此外，隧洞开挖边界处的滞后性失效时长，在很大程度上受到围岩材料的短期强度影响，而在弹塑性区交界处的蠕变失效时长，则取决于围岩材料的物理力学性质及所处初始地应力场的共同作用。

2.2 数值模拟分析

基于上述理论分析，进一步结合 MIDAS GTS NX 软件对某二级水电站深埋引水隧洞进行模拟分析。设定二维矩形模型区域为 100 m×100 m，且采用四边形单元进行网格划分。模型左右侧固定水平位移，下侧固定水平与垂直位移；隧洞设定为圆形断面，且半径为 4 m、6.5 m 和 10 m。隧洞开挖周围区域均进行网格密化分割，以更精确地分析围岩所承受的应力状态。围岩所采用的物理及力学参数如表1所示，包含弹性模量、泊松比、内摩擦角与黏聚力；

chinaXiv:202303.00209v1

本构关系采用莫尔-库伦准则。模型依据 1 900 m 埋深处的地应力场[11],选取差值最大的一组对模拟隧洞进行地应力平衡及赋值,以考虑最不利的状况。

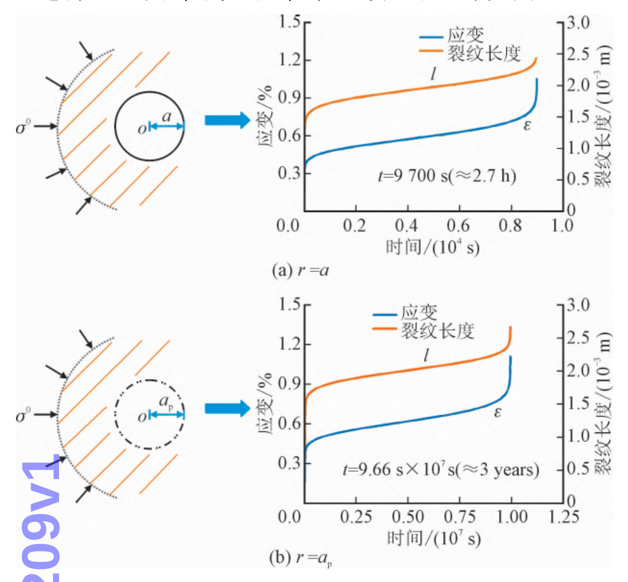


图 3 围岩应变与裂纹长度在开挖边界与弹塑性区交界处的时间依赖性演化曲线

Fig. 3 Curves for time-dependent evolution of strain and crack length of surrounding rocks lying on opening boundary and interface between elastic and plastic zones

根据脆性岩石在渐进失效过程中的应力门槛值,包括起裂应力 σ_{ci}、损伤应力 σ_{cd} 与短期强度 σ_c,分别标志着岩石内部微裂纹演化的稳定起始阶段、非稳定扩展及失效阶段。一种隧洞开挖后围岩损伤区域的划分准则可表达为:$\sigma_1-\sigma_3=A\sigma_c$,$\sigma_1-\sigma_3=B\sigma_c$[22],其中 A 与 B 的范围分别为 0.4 ~ 0.6 与 0.8 ~ 1.0。为更好地研究硬脆性围岩的时间滞后失效机理及特征,本文对围岩损伤区进行进一步划分,即强损伤区(strong excavation damaged zone, SEDZ)与弱损伤区(weak excavation damaged zone, WEDZ),如图 4 所示。由于围岩的蠕变失效时长足够长,弱损伤区可被视为较安全稳定区域,故设定 B 值为 0.9 或 1,以着重对强损伤区内关键位置进行分析,将所得围岩关键位置处的应力状态代入脆性岩石蠕变失效模型中,获取相应的滞后性失效时长。

考虑到圆截面隧洞模型的对称性,本文选取模型右半侧进行具体分析。从图 4(a)中可以发现:隧洞的拱肩区域最易引发蠕变失效,对应最大损伤范围达到 4.12 m;隧洞洞顶与洞底区域的损伤范围相对较小,分别为 2.24 m 与 2.19 m。从最大损伤范围放大区域观察(见图 4(b)),弱损伤区显然比强损伤区内围岩的稳定性更高,且随距开挖边界距离的增加而增加。在开挖边界处,围岩失效的滞后时长约为 4.6 h,而在强弱损伤区的交界处,蠕变失效时长达到了 21.5 年。需要说明的是,尽管在强弱损伤区交界处围岩失效的时间滞后性更加显著,但因强损伤区覆盖范围较小,当这一区域在岩爆作用下短时间内致使岩块剥落甚至弹射后,新的临空面形成,在原交界处或位于弱损伤区的围岩便处于新的强损伤区,故围岩亦可能在超过应力调整界限,且无及时支护时因内部微裂纹迅速生成、扩展、联合直至宏观破坏区域形成诱发次生岩爆。

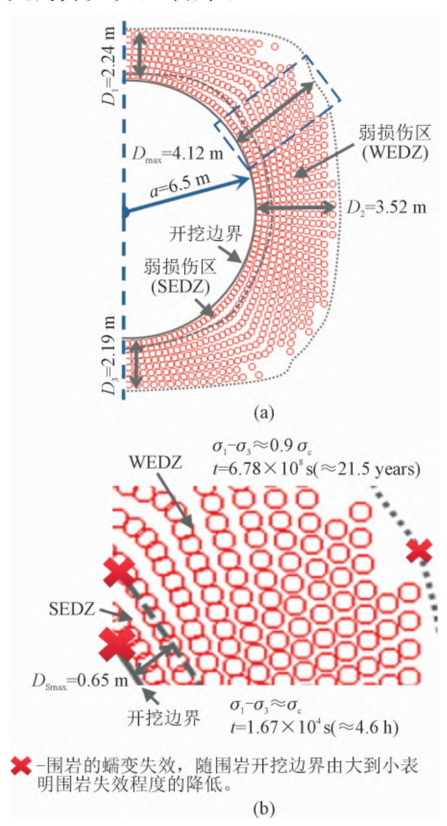


图 4 损伤区内围岩时间滞后性失效演化

Fig. 4 Evolution of time-delayed failure for surrounding rocks in EDZ

围岩蠕变失效时长与损伤区范围随隧洞开挖半径的演化如图 5 所示。结合图 4 与图 5 可知,随着隧洞开挖半径的增加,强损伤区与弱损伤区范围均随之扩大,强损伤区内开挖边界及其与弱损伤区交界处围岩的失效时长则随之显著降低;当隧洞半径为 10 m 时,强弱损伤区范围分别达到了 6.75 m 和 1.17 m,开挖边界与强弱损伤区交界处的围岩蠕变失效时长分别为 32 min 和 16 d。上述现象表明,位于损伤区内的围岩随着开挖半径的增加更易失稳,引发时间滞后性失效,特别是强损伤区内隧洞的拱

chinaXiv:202303.00209v1

肩区域应予以重点加固。

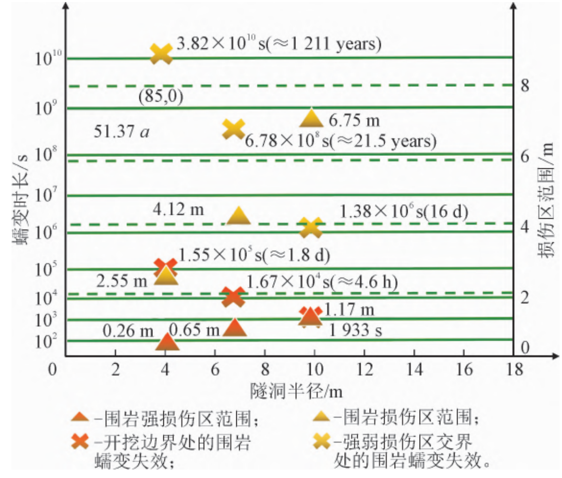


图 5　围岩蠕变失效时长与损伤区范围随隧洞开挖半径的演化

Fig. 5　Evolution of creep duration and EDZ range for surrounding rocks with excavation radius of tunnel

3　结　论

基于某二级水电站深埋引水隧洞工程，通过深埋圆截面隧洞弹塑性模型与岩石脆性蠕变失效模型，研究了深埋隧洞内岩爆生成的时间滞后性机理；结合数值模拟方法，对隧洞开挖卸荷无支护条件下，围岩滞后性失效时长规律及损伤区变化特征进行分析，讨论了隧洞开挖半径对围岩时间滞后性失效的影响，具体结论如下。

1）由于岩石内部因微裂纹萌生与扩展引起的损伤累积，在无及时且有效支护下，隧洞开挖卸荷后围岩易引发时滞性岩爆。

2）围岩在塑性区内更易引发蠕变失效，其中开挖边界处最易失稳，失效时长约为 3 h 并随距隧洞开挖边界距离的增加而增加，在弹塑性区交界处达到 3 年，直至距离增至无穷大时处于稳定状态。

3）弱损伤区内围岩较强损伤区更为稳定，强损伤区内围岩需及时支护避免次生岩爆。隧洞开挖半径的增加更易引起围岩的时间滞后性失效且损伤区范围随之增加，隧洞半径从 4 m ~ 10 m 致开挖边界处围岩蠕变失效时长从 1 933 s 至 1.8 d，在强弱损伤区交界处则为 16 d 至 1211 年，对应开挖损伤区与强损伤区范围分别为 2.55 m ~ 6.75 m 与 0.26 m ~ 1.17 m。

chinaXiv:202303.00209v1

参考文献

[1] LIU J P, XU S D, LI Y H. Analysis of rock mass stability according to power-law attenuation characteristics of acoustic emission and microseismic activities[J]. Tunnelling and underground space technology, 2019, 83: 303-312.

[2] 陈炳瑞，冯夏庭，明华军，等. 深埋隧洞岩爆孕育规律与机制：时滞型岩爆[J]. 岩石力学与工程学报，2012，31(3)：561-569.（CHEN Bingrui, FENG Xiating, MING Huajun, et al. Evolution law and mechanism of rockburst in deep tunnel: time delayed rockburst[J]. Chinese journal of rock mechanics and engineering, 2012, 31(3): 561-569 (in Chinese)).

[3] 李晓照. 基于细观力学的脆性岩石渐进及蠕变失效特性研究[D]. 西安：西安建筑科技大学，2016.

[4] 汪波，何川，吴德兴，等. 基于岩爆破坏形迹修正隧道区地应力及岩爆预测的研究[J]. 岩石力学与工程学报，2007，26(4)：811-817.（WANG Bo, HE Chuan, WU Dexing, et al. Study on modification of geostress and forecast of rockburst based on destructive size of rockburst[J]. Chinese journal of rock mechanics and engineering, 2007, 26(4): 811-817 (in Chinese)).

[5] 刘长明，张红，晏祥智，等. 隧道围岩的黏弹塑蠕变模型及参数劣化分析[J]. 应用力学学报，2020，37(6)：2341-2347.（LIU Changming, ZHANG Hong, YAN Xiangzhi, et al. Viscoelastic-plastic creep model and parameter deterioration analysis of tunnel surrounding rock[J]. Chinese journal of applied mechanics, 2020, 37(6): 2341-2347(in Chinese)).

[6] 杨艳霜，周辉，张传庆，等. 大理岩单轴压缩时滞性破坏的试验研究[J]. 岩土力学，2011，32(9)：2714-2720.（YANG Yanshuang, ZHOU Hui, ZHANG Chuanqing, et al. Experimental investigation on time-lag failure properties of marble under uniaxial compressive test[J]. Rock and soil mechanics, 2011, 32(9): 2714-2720 (in Chinese)).

[7] NICOLAS A, FORTIN J, REGNET J B, et al. Brittle and semibrittle creep of tavel limestone deformed at room temperature[J]. Journal of geophysical research-solid earth, 2017, 112(6): 4436-4459.

[8] 胡光辉，徐涛，陈崇枫，等. 基于离散元法的脆性岩石细观蠕变失稳研究[J]. 工程力学，2018，35(9)：26-36.（HU Guanghui, XU Tao, CHEN Chongfeng, et al. A microscopic study of creep and fracturing of brittle rocks based on discrete element method[J]. Engineering mechanics, 2018, 35(9): 26-36 (in Chinese)).

[9] 张建海，胡著秀，杨永涛，等. 地下厂房围岩松动圈声波拟合及监测反馈分析[J]. 岩石力学与工程学报，2011，30(6)：1191-1197.（ZHANG Jianhai, HU Zhuxiu, YANG Yongtao, et al. Acoustic velocity fitting and monitoring feedback analysis of surrounding rock loosing zone in underground powerhouse[J]. Chinese journal of rock mechanics and engineering, 2011, 30(6): 1191-1197 (in Chinese)).

[10] WU F Q, LIU J Y, LIU T, et al. A method for assessment of excavation damaged zone (EDZ) of a rock mass and its application to a dam foundation case[J]. Engineering geology, 2009, 104(3): 254-262.

[11] 彭俊，荣冠，周创兵，等. 一种基于 GSI 弱化的应变软化模型[J]. 岩土工程学报，2014，36(3)：499-507.（PENG Jun, RONG Guan, ZHOU Chuangbing, et al. A strain-softening model

based on GSI softening[J]. Chinese journal of geotechnical engineering,2014,36(3):499-507 (in Chinese)).

[12] KAISER P K,MCCREATH D R,TANNANT D D. Canadian rockburst support handbook[M]. Sudbury:Camiro,1996.

[13] MARTIN C D, KAISER P K, MCCREATH D R. Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels[J]. Canadian geotechnical journal,1999,36(1):136-151.

[14] 李占海. 深埋隧洞开挖损伤区的演化与形成机制研究[D]. 沈阳:东北大学,2013.

[15] 项彦勇. 隧道力学概论[M]. 北京:科学出版社,2014.

[16] 徐芝纶. 弹性力学简明教程[M]. 北京:高等教育出版社,2002.

[17] ASHBY M F,SAMMIS C G. The damage mechanics of brittle solids in compression[J]. Pure and applied geophysics,1990,133(3):489-521.

[18] ASHBY M F,HALLAM S D. The failure of brittle solids containing small cracks under compressive stress states[J]. Acta metallurgica,1986,34(3):497-510.

[19] CHARLES R J. Static fatigue of glass[J]. Journal of applied physics,1958,29(11):1549-1553.

[20] 万琳辉,曹平,黄永恒,等. 水对岩石亚临界裂纹扩展及门槛值的影响研究[J]. 岩土力学,2010,31(9):2737-2742. (WAN Linhui, CAO Ping, HUANG Yongheng, et al. Study of subcritical crack growth of rocks and threshold values in different environments[J]. Rock and soil mechanics,2010,31(9):2737-2742 (in Chinese)).

[21] 张春生,陈祥荣,侯靖,等. 锦屏二级水电站深埋大理岩力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29(10):1999-2009. (ZHANG Chunsheng,CHEN Xiangrong,HOU Jing,et al. Study of mechanical behavior of deep-buried marble at Jinping Ⅱ Hydropower station[J]. Chinese journal of rock mechanics and engineering,2010,29(10):1999-2009 (in Chinese)).

[22] CAI M,KAISER P K,TASAKA Y,et al. Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations[J]. International journal of rock mechanics and mining sciences,2004,41(5):833-847.

（编辑　张璐）

chinaXiv:202303.00209v1